

CONFRONTO TEORICO-SPERIMENTALE SUL COMPORTAMENTO ASSIALE E TERMICO DI COLONNE RCFST ESPOSTE AL FUOCO

MAURIZIO ACITO, *Politecnico di Milano*

SUMMARY

In this paper the comparison of the results of full-scale tests on RCFST columns (described in [04]) exposed to the fire, with the results of a series of nonlinear analysis with EC (Eurocode) and Literature model for predicting the fire resistance of RCFST columns, is described.

1. INTRODUZIONE

La possibilità di operare dei confronti fra il comportamento sperimentale, registrato durante una prova su di un campione, ed il “comportamento” teorico, si basa sulla possibilità di disporre di modelli analitici intrinseci dei materiali costituenti il campione stesso, nonché di disporre di relazioni analitiche, che traducano il comportamento reale del campione in un modello matematico.

In particolare, per quanto riguarda lo studio analitico a compressione assiale di colonne tipo CFST e/o RCFST (*Reinforced Concrete-Filled Steel Tubes*), in [01], si è visto come in letteratura siano disponibili modelli di calcolo, volti a riprodurre gli aspetti del comportamento dei materiali calcestruzzo e acciaio, in funzione della storia termica a cui sono stati interessati, che permettono di valutare con sufficiente attendibilità le capacità resistenti di elementi strutturali esposti al fuoco. Peraltro, in generale, tali modelli presentano una certa complessità operativa, anche se i risultati delle valutazioni analitiche, sono ben più coerenti con la sperimentazione, di quelli ottenibili con modelli semplificati, come, ad esempio, il modello di calcolo plastico, il quale sovrastima in modo eccessivo, come si vedrà nel prosieguo, la capacità resistente “a caldo” e residuale “a freddo” delle colonne. Sempre in [01], si è avuto modo di evidenziare come le valutazioni analitiche, per il calcolo delle deformazioni e delle tensioni di strutture interessate da carichi ed esposte all'azione termica, basate su tali modelli, considerano valide le usuali ipotesi di conservazione della sezione piana e di perfetta aderenza fra le barre e il calcestruzzo e tra la camicia e il calcestruzzo corticale. Peraltro, notevoli sono i casi di confronti analitico-sperimentali, in cui tali assunzioni sono ritenute valide (ad esempio, [02] e [03]), sia con riferimento alla fase “a caldo”

(hot test), che nella fase residuale “a freddo” (cold test), ossia dopo il riscaldamento e raffreddamento. In tutti questi casi, quindi, il calcolo analitico viene svolto con procedure di calcolo delle tensioni e delle deformazioni di strutture, sottoposte all'azione termica, analoghe a quelle di calcolo di tali strutture in assenza di fuoco, salvo che, nel caso di strutture esposte al fuoco, è necessario considerare, anche per lo stesso materiale, i diversi legami costitutivi (σ - ϵ), in relazione alla disomogeneità meccanica, dovuta alla diversa temperatura raggiunta dai materiali. Ancora in [01], si evidenzia come nei numerosi lavori in cui vengono presentati i diversi modelli di legame (σ - ϵ), proposti in letteratura per la fase “a caldo”, sostanzialmente operano con due approcci, a seconda che si renda o meno esplicita nel legame (σ - ϵ), la componente di transient strain.

Nella memoria [01], alla quale si rimanda per gli eventuali approfondimenti, viene affrontato in dettaglio, il problema di un confronto fra i diversi modelli analitici e delle loro modalità operative, delle diverse proposte di letteratura. In particolare, in [01] sono esaminati i principali modelli di comportamento a compressione dei materiali base (acciaio e calcestruzzo), utili per il calcolo analitico della capacità resistente in compressione di colonne RCFST, esposte al fuoco, e che consentono un confronto teorico-sperimentale sugli aspetti del comportamento meccanico a compressione residuale “a freddo” ed a compressione “a caldo”, delle colonne RCFST, studiate sperimentalmente in [04]. In questa sede, invece, ci si limita a richiamare brevemente alcuni aspetti operativi dei modelli qui utilizzati per il confronto analitico-sperimentale con le colonne studiate in [04]. Nel prosieguo, quindi, dopo un breve richiamo dei modelli qui utilizzati e delle ipotesi alla base del calcolo analitico, della capacità resistente di colonne tipo CFST/RCFST esposte al fuoco, si presentano i confronti fra i risultati, sperimentali discussi in [04] e i risultati analitici ottenuti in questa sede, sulla base di tali modelli. A completamento del confronto, nella memoria è anche riportato un confronto sperimentale-numerico, sugli aspetti di comportamento termico, delle colonne studiate in [04], che, da un lato, denota una più che soddisfacente coerenza fra i risultati sperimentali e quelli numerici, purché si tenga conto, nella modellazione, della dipendenza dalla temperatura delle proprietà termiche e meccaniche dei materiali, come, ad esempio, avviene per le proposte delle norme UNI [05] e degli Eurocodici [06-09]. Dall'altro lato, invece, pone riserve sulle ipotesi utilizzate nelle analisi termiche di tali strutture, soprattutto in relazione all'evidenziazione qualitativa e quantitativa del distacco della camicia metallica dal calcestruzzo, in presenza di esposizione al fuoco e di cui si discuterà nel prosieguo.

2 CENNI SUI MODELLI DI CALCOLO ANALITICO “A CALDO” E RESIDUALE “A FREDDO”

2.1 Cenni sui modelli di calcolo analitico “a caldo”

Ne prosiegua, si richiamano alcuni aspetti fondamentali del legame (σ - ε) dell'acciaio e del calcestruzzo, esposti alle alte temperature. Ad esempio, occorre ricordare che nella deformazione del calcestruzzo, oltre alla deformazione tensionale ε_{σ} , alla classica deformazione da creep ε_{cr} , alla deformazione termica ε_{th} , assume un ruolo fondamentale la deformazione ε_{tr} , chiamata transient strain [9, 10, 12, 13], che si evidenzia in forma dominante per il calcestruzzo, già per temperature superiori a 100 °C.

Peraltro, in fase operativa, come detto, tale componente di deformazione da transient strain, nei modelli (σ - ε) a compressione, per la fase “a caldo”, viene considerato seguono due approcci principali. Il primo, considera, implicitamente, tale componente di deformazione nella definizione della curva (σ - ε), non separandola dalle altre componenti della deformazione totale, ad esempio in [13]. Il secondo approccio, invece, considera esplicitamente nel legame costitutivo (σ - ε), la componente di deformazione da transient strain, come, ad esempio, i modelli presentati in [9], in [14, 20], in [15], e in [16 e 17]).

Peraltro, gli aspetti fondamentali di tali modelli sono anche richiamati in [01]. Come pure in [01], sono richiamati i principali modelli di comportamento (σ - ε), dell'acciaio “a caldo”, fra i quali quelli proposti dagli Eurocodici e da Lie (1994) (1992) [19, 40].

V'è ancora da ricordare che, per una corretta valutazione analitica del comportamento assiale delle colonne, è necessario richiamare i principali modelli di deformazioni termiche del calcestruzzo e dell'acciaio. Fra i principali modelli per il calcestruzzo, si richiama il modello per il calcestruzzo con aggregati silicei di Lie (1994) [19], ma anche i modelli degli Eurocodici 2 e 4 (EC4 solo per aggregati silicei).

Per quanto riguarda la dilatazione dell'acciaio, i principali modelli di letteratura non differenziano la dilatazione, in ambito degli acciai al carbonio.

In particolare, fra i principali modelli si richiama il modello proposto per l'acciaio da Lie (1994) in [19], e il modello proposto dagli Eurocodici, che, come detto per il modello di Lie, non differenzia fra l'acciaio da calcestruzzo armato (barre) e da carpenteria.

Anche per i principali modelli di dilatazione termica in [01], viene proposto un confronto critico e cui si rimanda per gli eventuali dettagli.

2.2 Cenni sui modelli di calcolo di resistenza residua “a freddo”

2.2.1 Modelli di calcolo di resistenza residua “a freddo” per il calcestruzzo

Anche per i modelli analitici di calcolo della resistenza “a freddo”, in [01] si evidenzia come notevoli sono gli studi in cui è stata affrontata la valutazione sperimentale degli effetti sulle proprietà meccaniche residuali del calcestruzzo, esposto alle alte temperature, come ad esempio in [28-32]. Così pure, notevoli sono gli studi in cui è stata affrontata la valutazione sperimentale delle proprietà residue degli acciai, sottoposti alle alte temperature, come ad esempio in Felicetti et al. (2005) [33].

Entrando nel merito del confronto fra i diversi modelli di comportamento (σ - ε) a compressione del calcestruzzo nella fase “a freddo”, in [01] viene evidenziato il modello di Chang et al. (2005) [24], basato sul modello di Tsai (1988) [34], risulti molto valido dato il perfetto accordo, evidenziato dagli autori, con i dati sperimentali di prove a compressione, alle diverse temperature di esposizione. Per gli aspetti operativi del modello di Chang et al., si rimanda a [24] ed a [01], dove viene anche proposto l'utilizzo del modello degli EC2/EC4, modificati in riferimento ai valori di tensioni e deformazioni di picco, assunti pari ai valori impiegati nel modello di Chang et al. [24]. Sempre in [01], viene proposto un confronto fra tali modelli, che evidenzia come il modello di Chang et al., si differenzi in modo significativo, dalle curve degli Eurocodici modificate, solo quando le curve sono relative a calcestruzzi esposti ad elevate temperature, dove, le curve cubiche di EC2/EC4, non riescono a simulare la concavità iniziale del tratto ascendente e la maggiore concavità del tratto discendente.

Dal lato pratico, però, questa differenza può però essere accettata, tenuto conto della maggiore semplicità del modello cubico dell'EC2/EC4, rispetto al modello di Chang et al. [24].

Entrambi i modelli discussi in [01], sono utilizzati nel prosieguo per le valutazioni analitiche necessarie per il confronto con i risultati sperimentali descritti in [04].

3 CONFRONTO ANALITICO - SPERIMENTALE DEL COMPORTAMENTO ASSIALE

3.1 Confronto analitico - sperimentale di resistenza “a caldo”

Nel prosieguo, si riportano le valutazioni analitiche eseguite per il confronto con i risultati delle prova assiale “a caldo” relativa alla colonna V, riportati in [04].

Nelle valutazioni analitiche “a caldo”, eseguite nel prosieguo, sono state considerate le leggi di

decadimento delle resistenze, con la temperatura del calcestruzzo, dell'acciaio dell'armatura e dell'acciaio della camicia, proposte dagli Eurocodici (EC2 del 2003/EC4 del 2005) e del solo calcestruzzo, nel modello di Li et al [27] – per il confronto di tali modelli si veda [04].

Il calcolo analitico della capacità resistente assiale della colonna V (in [01]), in ipotesi di sovrapposibilità degli effetti, si è ottenuto imponendo una storia di deformazione $\bar{\varepsilon}$, uniforme sulla sezione e valutando la risultante delle tensioni con l'espressione generale:

$$N = \int_A \sigma(\varepsilon + \bar{\varepsilon}) dA$$

dove la ε , nell'ipotesi di considerare trascurabile il creep, contiene le deformazioni termiche e di transient strain, comprese in (1) e (2), in relazione alla temperatura raggiunta dai materiali (calcestruzzo e acciaio). In tal modo, l'azione assiale, corrispondente alla condizione $\bar{\varepsilon}=0$, rappresenta l'azione assiale da applicare per contrastare le deformazioni termiche dei materiali.

La procedura consente di avere una stima analitica del comportamento a compressione assiale, prescindendo dalla gestione del problema della distribuzione di tensioni auto-equilibrate, per effetto delle diverse temperature sulla sezione.

La valutazione analitica risulta essere semplificata, anche in considerazione delle condizioni di assial-simmetria geometrica e meccanica, che si suppone, si conservi con la variazione della temperatura, data dall'azione termica, anch'essa assial - simmetrica.

In tale ipotesi, il calcolo può considerare una temperatura media, con riferimento a ciascun settore, il quale è ottenuto da una discretizzazione dell'area della sezione, in settori circolari, ad esempio, riferiti alla posizione delle termocoppie (Fig. 1) o, come in figura 5, suddividendo in modo più fitto la sezione.

In tal modo, si trasforma il problema integrale in una semplice sommatoria di espressione:

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_i (\varepsilon + \bar{\varepsilon}) A_i$$

dove la sommatoria è estesa alle aree A_i dei settori circolari di calcestruzzo, delle barre di armatura e al settore circolare, costituito dalla camicia. Sulla base di tali ipotesi semplificative, nel prosieguo, sono sinteticamente riportati i valori analitici, calcolati con riferimento alla mappatura termica della prova "a caldo" eseguita al DIS (si veda [04]) e alla discretizzazione della sezione, indicata in figura 1.

Dal lato operativo, con riferimento a tale discretizzazione e alla temperatura media di ciascun settore, si sono, innanzitutto, valutati i valori della deformazione termica media $\varepsilon_{th}(\theta)$, con riferimento al modello di Lie (1994) [19], per gli aspetti fonda-

mentali di tale modello si veda anche [01]. Successivamente, dalle deformazioni termiche medie di ciascun settore di calcestruzzo, delle barre e della camicia metallica, si sono valutati i valori delle tensioni corrispondenti, in ipotesi di conservazione piana, con la perfetta aderenza acciaio - calcestruzzo. In figura 2, sono riportati i legami ($\sigma-\varepsilon$), per il calcestruzzo, relativi alle temperature medie e alle relative deformazioni termiche, considerate per i diversi settori circolari, nel caso del modello EC2/EC4 e nel caso del modello di Li et al. [27].

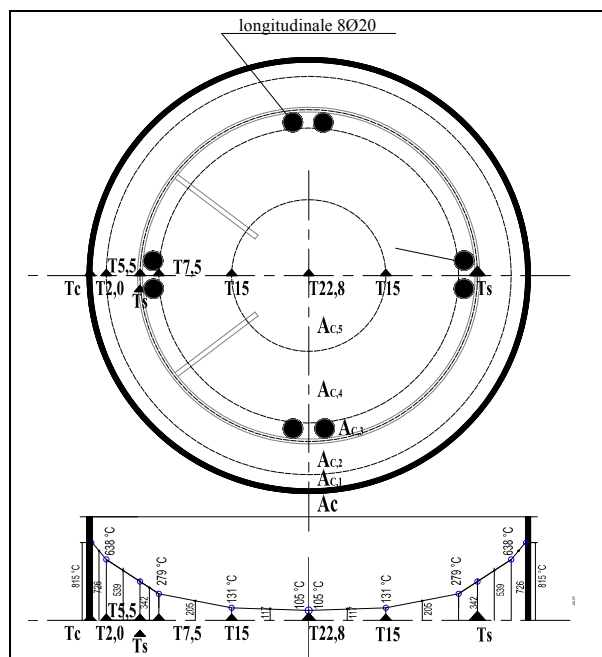


Figura 1: Discretizzazione della sezione in settori circolari e distribuzione delle temperature.

Il confronto dei due modelli evidenzia come il modello degli Eurocodici, nel caso di temperature elevate, consideri valori delle deformazioni di picco (si veda Purkiss [03]), notevolmente superiori a quelli utilizzati dal modello di Li et al. [27].

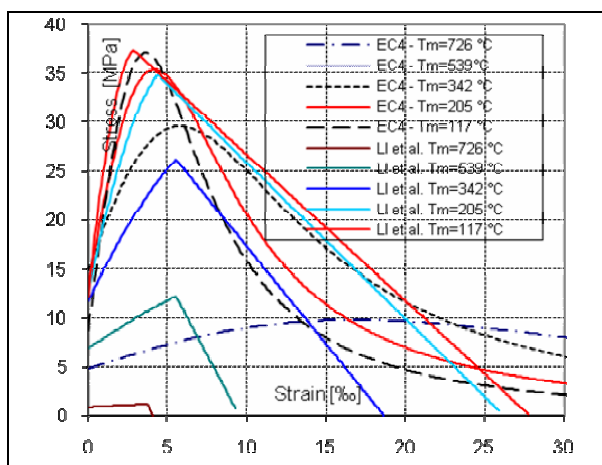


Figura 2: Confronto fra i legami ($\sigma-\varepsilon$) del Modello Li et al (2006) [27] e il modello degli Eurocodici.

Nella figura 3, è riportato l'andamento della azione assiale, in relazione alle deformazioni $\bar{\varepsilon}$ imposta alla sezione, valutata con riferimento:

- ai legami ($\sigma-\varepsilon$) dei modelli di EC4, EC2 e Li et al. [27], per il calcestruzzo;
- al modello degli Eurocodici, per l'acciaio delle barre e della camicia metallica;
- al modello di Lie [19], per le deformazioni termiche del calcestruzzo e dell'acciaio.

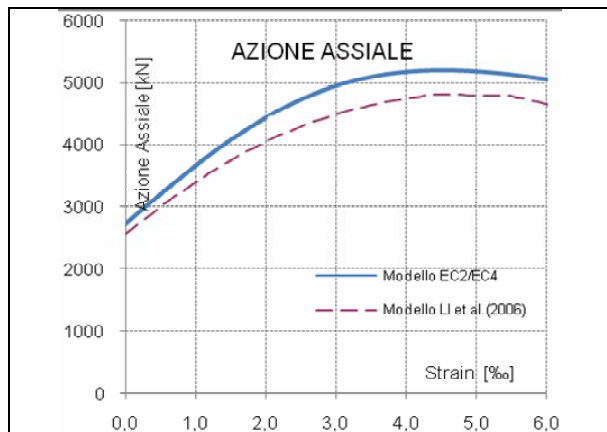


Figura 3: Andamento dell'azione assiale con la deformazione imposta $\bar{\varepsilon}$ alla sezione, in ipotesi di deformazioni termiche alla LIE (1994).

Come si può osservare dalla figura 3, il massimo valore analitico costituisce una valutazione assai realistica della capacità portante ultima "a caldo", dato che il valore ottenuto di 4800 kN è di solo un 10% superiore al valore sperimentale, risultato di circa 4300 kN. Sempre dalla figura 3, si può osservare come entrambi i modelli forniscano un valore simile di capacità portante di picco della colonna (leggermente inferiore con il modello di Li et al.). Così pure, dalla figura 3, si osserva una leggera differenza per la deformazione di picco. In particolare, nel caso del modello EC2/EC4, corrisponde al valore di circa il 4,5 ‰, mentre, nel caso del modello di Li et al. [27], risulta leggermente superiore (circa il 5 ‰), ma non tanto diverso dal valore sperimentale e dal valore di deformazione ultima, adottato nell'usuale calcolo allo stato limite ultimo, per sezioni non riscaldate. Ciò non deve meravigliare, in quanto il nucleo centrale "più freddo" della sezione, è il primo a cedere, allorché venga, in esso, raggiunta una deformazione ultima, prossima a quella usualmente introdotta nel calcolo a temperatura ambiente (sul problema dei diagrammi di deformazione da adottare nel calcolo allo stato limite ultimo in condizioni di incendio si vedano anche Meda et al. (2002) [37] e Bamonte et al. (2008) [36]).

Allo scopo di evidenziare il ruolo che assume la scelta del modello di deformazioni termiche, in figura 4, sono riportati i valori dell'azione assiale, in ipotesi di deformazioni termiche valutate con il

modello degli Eurocodici (per calcestruzzo con aggregati silicei – in [01] eq. (51) e (52) - e per gli acciai al carbonio – in [01] eq. (55), (56) e (57) -).

Come si può osservare dal confronto fra le due figure (Fig. 3 e Fig. 4), l'effetto del modello di deformazione termica, nei limiti della procedura seguita, sembra assumere un ruolo importante, nella valutazione del comportamento a compressione assiale, soprattutto in riferimento al valore della deformazione di picco.

Pertanto, un calcolo semplificato di tipo plastico, talvolta suggerito come metodo semplificato, conduce, in questo caso, a valori della capacità portante decisamente non corretti. Infatti, imponendo il valore di plasticizzazione dell'acciaio e di picco per il calcestruzzo (Modelli degli Eurocodici), in relazione alla temperatura raggiunta, si ottiene un valore di capacità di 5800 kN. Tale circostanza fa ritenere che l'approccio plastico, oltreché concettualmente errato, non sia accettabile neanche numericamente, in quanto troppo a svantaggio di sicurezza.

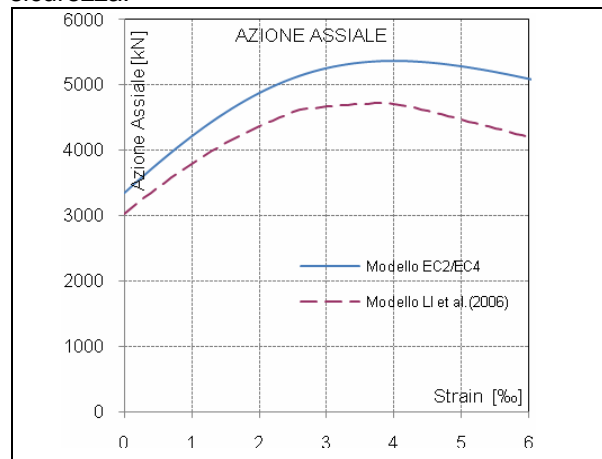


Figura 4: Andamento dell'azione assiale con la deformazione imposta $\bar{\varepsilon}$ alla sezione, in ipotesi di deformazioni termiche alla EC2/EC4.

3.2 Confronto analitico - sperimentale di resistenza residuale "a freddo"

Nel prosieguo si riportano le valutazioni analitiche eseguite per il confronto con i risultati delle prove a compressione assiale "a freddo", relativo alle colonne esposte al fuoco al CSI, i cui risultati sono descritti in [04].

A tal fine, val la pena considerare che per una corretta modellazione del comportamento sperimentale, è necessario ricordare che, mentre il calcestruzzo, raffreddandosi, si danneggia ulteriormente, l'acciaio, purché lavorato a caldo, come nel caso delle barre longitudinali, presenta, raffreddandosi, un quasi totale recupero delle sue caratteristiche iniziali (Felicetti e Meda, (2005) [33]. Per il calcestruzzo, invece, usualmente, il progredire del decadimento meccanico, durante il raffredda-

mento, viene ignorato, come pure non viene considerato l'aumento delle temperature, dato dall'onda termica, delle parti interne. In questo caso, però, avendo in [04] registrato il progredire dell'onda termica, è stato possibile evidenziare il riscaldamento della parte interna, nella fase di raffreddamento a forno chiuso della colonna V, provata in [04] (si veda Fig. 20 in [04]).

Pertanto, nel calcolo della resistenza residua occorre considerare il riscaldamento ulteriore della parte interna per effetto dell'onda termica. Nel caso delle colonne provate in [04], si può assumere che il riscaldamento della parte interna, sia analogo a quello registrato in [04] per la colonna V, riscaldata al DIS. Infatti, anche per le colonne, riscaldate al CSI, la fase di raffreddamento è avvenuta in condizioni di forno chiuso per 12 ore, ossia in condizioni analoghe alla fase di raffreddamento dalle colonne provata "a caldo" al DIS.

In particolare, per tener conto dell'onda termica, nelle valutazioni analitiche residuali si è assunto che la temperatura della parte interna sia uniforme e pari al valore registrato dalla termocoppia T15, dopo 180 minuti di esposizione (tratto orizzontale di figura 5).

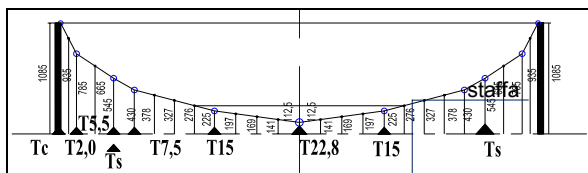


Figura 5: Discretizzazione della sezione in settori circolari

Per il calcolo analitico della resistenza residua della colonna senza camicia (colonna n. I) e delle due colonne con camicia (colonne III e II), provate a compressione in [04], si sono considerati due modelli di legame ($\sigma-\epsilon$). Il primo, è il modello proposto da Chang et Al. (2006) in [24] (si veda anche in [01]). Il secondo, invece, è un modello che utilizza come legame costitutivo per il calcestruzzo l'equazione cubica dell'EC2/EC4, in cui i valori di deformazione di picco e di tensione di picco, sono stati assunti con riferimento alle relazioni fornite da Chang et Al. [24].

Per quanto riguarda la colonna I ([04], senza camicia, per la valutazione della capacità resistente, occorre considerare che l'acciaio delle barre, seppure riscaldato a più di 500 °C, si può considerare che recuperi interamente la sua resistenza e il suo modulo elastico a freddo. Pertanto, per le barre di armatura, è lecito assumere il legame costitutivo ($\sigma-\epsilon$) bilineare dell'acciaio a temperatura ambiente.

Per quanto riguarda i valori della massima tensione di aderenza con la temperatura, Purkiss (1996) in [03], riprendendo un diagramma proposto da Schneider (1986) in [20], ne evidenzia

l'andamento in funzione del tipo di armatura. Ad esempio, nel caso di barre ad aderenza migliorata, per temperature di esposizioni di 400÷500 °C, la resistenza residua è di circa 0,6 volte il valore a 20 °C).

Per quanto riguarda le ipotesi di perfetta aderenza fra l'acciaio e il calcestruzzo che lo avvolge, in [39] viene evidenziato che il comportamento residuale è invece notevolmente modificato dalla temperatura massima, raggiunta dall'acciaio e dal calcestruzzo che lo avvolge. Infatti, come per il legame costitutivo a compressione, che si modifica con la temperatura, anche i legami costitutivi di aderenza si modificano in termini di valore massimo e di forma del legame. Questo, non solo perché il calcestruzzo che avvolge le barre, in condizioni residuali, presenta una resistenza e un modulo elastico ridotto, ma, soprattutto, in quanto la non congruenza fra le deformazioni termiche determina una rottura di legami di adesione, che permettono il trasferimento delle tensioni di aderenza nella fase iniziale, con scorrimenti molto contenuti (praticamente nulli). Infatti, nel caso di calcestruzzi non trattati termicamente, anche con resistenze molto diverse, il primo tratto del legame è sostanzialmente lo stesso, caratterizzato da valori molto contenuti di scorrimento, si veda Plizzari, Marchina (1996) [38].

Nel caso dei legami di aderenza di tipo residuali, si osserva che, oltre al decadimento della resistenza di aderenza, si verifica che i legami presentano tratti iniziali diversi, in funzione delle temperature massime di esposizione, con accentuati scorrimenti iniziali. Haddad et al. (2008) [39], riportano dei risultati sperimentali che evidenziano tale comportamento, anche se con riferimento a calcestruzzi ad alta resistenza.

Tale circostanza pone delle cautele sulla possibilità di utilizzare l'ipotesi di perfetta aderenza per una corretta valutazione del comportamento in compressione assiale, sia nella fase "a caldo" che nella fase residuale "a freddo". Per evidenziare il ruolo che esplica l'aderenza, barre-calcestruzzo sulla resistenza e rigidità della colonna, oltre che con l'ipotesi di perfetta aderenza (Fig. 6), si suppone di operare anche nella condizione limite di assenza di aderenza (Fig. 7).

Nella figura 6, è riportato il confronto fra il comportamento sperimentale ed il comportamento analitico a compressione, nell'ipotesi di perfetta aderenza fra le barre e il calcestruzzo, sia che si assuma per i calcestruzzi i modelli di comportamento di Chang et al., sia che si assuma il modello EC2/EC4 modificato.

Per un corretto confronto, si ricorda che la prova è stata eseguita in controllo di carico (il ramo discendente è di fatto uno scarico dopo il raggiungimento del picco).

Il confronto, nonostante le riserve sui valori di picco della tensione a compressione (più vicini ai valori "a caldo" che ai valori residuali), evidenzia la buona corrispondenza fra i risultati della resistenza residua "a freddo", ottenuti con i modelli analitici ed il comportamento sperimentale, sia in termini di deformazione di picco, che di azione assiale di picco.

In particolare, il confronto con le valutazioni, eseguite in ipotesi di perfetta aderenza, sovrastimano, leggermente, le valutazioni analitiche del comportamento in compressione assiale, sia in termini di resistenza che di rigidezza. Mentre, il confronto con le valutazioni in assenza di aderenza (Fig. 7), sottostimano di molto sia la resistenza che il comportamento in termini di rigidezza.

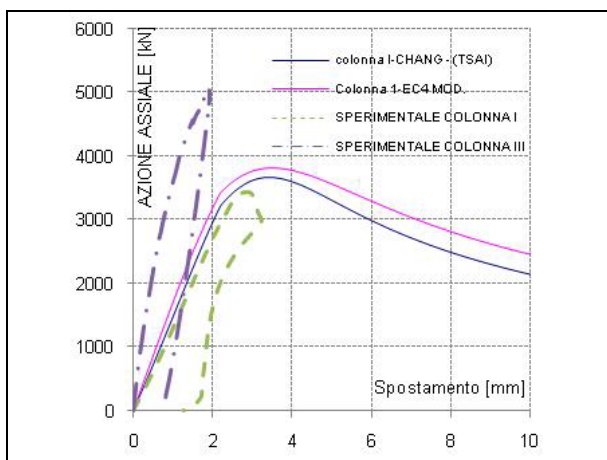


Figura 6: Confronto analitico-sperimentale della resistenza residua della colonna I [04].

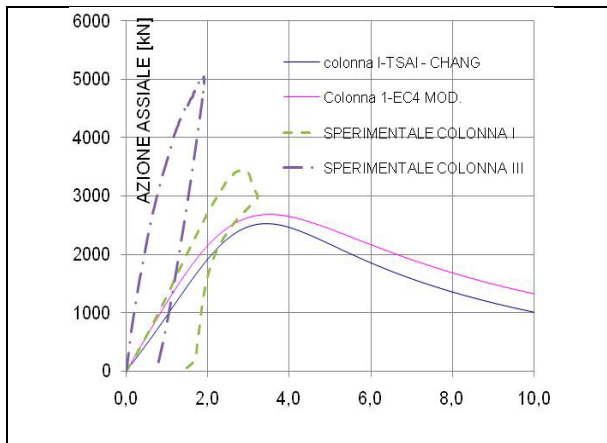


Figura 7: Confronto analitico-sperimentale della resistenza residua della colonna I, nel caso di modulo elastico dell'acciaio ridotto fittiziamente

Rimandando ad una prossima memoria, una valutazione che tenga conto anche dello scorrimento fra le barre e il calcestruzzo, in questa sede ci si limita ad evidenziare la buona corrispondenza analitico-sperimentale, ottenuta con i modelli considerati nel caso di validità dell'ipotesi di perfetta aderenza.

Per quanto riguarda le colonne, provate con la camicia metallica, data la elevata temperatura massima di esposizione (circa 1080 °C), raggiunta dalla camicia, occorre considerare la riduzione della resistenza. Peraltro, la possibilità di disporre della camicia metallica della Colonna I (si veda [04]), ha permesso di ricavare - mediante taglio con idrogetto computerizzato - tre provette - prima della prova a compressione. La resistenza media a trazione è risultata di 198 MPa, con una diminuzione circa del 33 %, rispetto alla resistenza media dell'acciaio a 20 °C, stimata in circa 298 MPa.

In tal modo, è stato valutato, con maggiore precisione, il contributo offerto dalla camicia metallica alla capacità portante residua della colonna.

Anche nel caso delle valutazioni residuali "a freddo", non viene considerato il contributo di confinamento, in quanto le caratteristiche del calcestruzzo della parte corticale sono così degradate, da non poter consentire alla camicia di esplicare alcun contributo significativo di confinamento.

Nella figura 8, è riportato il confronto fra il comportamento sperimentale registrato per la colonna II ([04]) e il comportamento analitico, valutato nel caso che si assumano, per i calcestruzzi, i modelli di comportamento di Chang e di EC2/EC4 modificato [01]. Il confronto fra il comportamento sperimentale e il comportamento analitico può essere sviluppato solo in termini di rigidezza, in quanto le prove sperimentali sono state condotte fino al carico di circa 5000 kN, per poi essere scaricate.

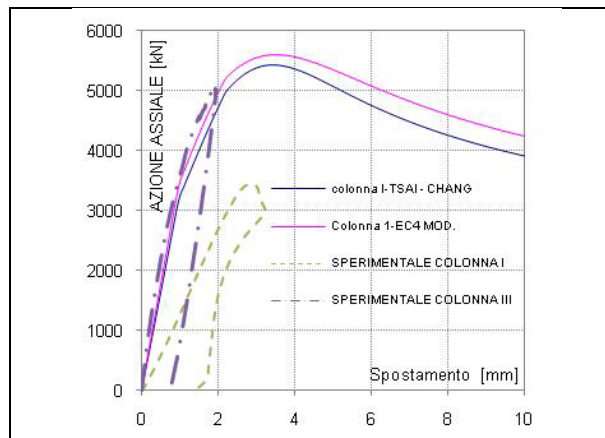


Figura 8: Confronto analitico-sperimentale della resistenza residua delle colonne I e III [04].

In ogni caso, sebbene vi siano analoghi aspetti di scorrimenti fra il calcestruzzo e il tubo esterno, in questo caso ci si limita ad un confronto, sviluppato nell'ipotesi di perfetta aderenza fra tubo metallico e calcestruzzo, rimandando ad una prossima memoria lo studio che consideri anche i risultati sperimentali, ottenuti con riferimento agli scorrimenti nelle prove eseguite sulle colonne al DIS.

Sempre con riferimento alla figura 8, vale la pena osservare che la variazione di pendenza del legame carico – spostamento, osservata sul diagramma sperimentale della colonna II ([04]) a circa 4400 kN di carico assiale, è presumibilmente legata alla plasticizzazione della camicia. Infatti, se si osserva il diagramma carico – spostamento di figura 9, relativo agli LVDTs su base $C_i=195$ mm, posti sull'acciaio della camicia a cavallo della sezione C, la analoga variazione di pendenza (al carico di circa 4400 kN) si verifica per una deformazione media dell'acciaio di circa 1,1 ‰. Tale deformazione è molto prossima alla deformazione di snervamento, valutata in regime elastico lineare, con riferimento alla tensione di snervamento media di 198 MPa, delle prove a trazione delle provette di acciaio della camicia.

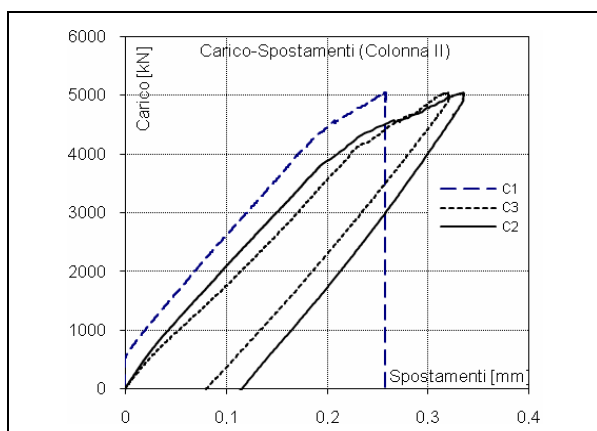


Figura 9: Colonna II [04], Carico-spostamento LVDTs C_i .

4 CONFRONTO NUMERICO - SPERIMENTALE DELLE PROVE D'INCENDIO

4.1 Confronto numerico - sperimentale delle prove d'incendio: analisi termica

Nel prosieguo, si riportano le valutazioni numeriche eseguite per il confronto con i risultati delle prove al fuoco descritte in [04]. Lo studio numerico è stato svolto sia con un modello 3D-FEM, sia con un modello 2D-FEM. Sono illustrati i risultati numerici, relativi alla simulazione della prova d'incendio con curva temperatura-tempo standard (svolta al CSI).

Nella figura 10, è rappresentato il modello numerico tridimensionale, realizzato con elementi "brick" (3D-FEM), utilizzato per il calcolo delle mappature termiche. Nelle figure 10 e 11, sono rappresentate due esempi di mappature numeriche, valutate dopo 120 minuti di esposizione alla curva standard "numerica". In particolare, le due mappature sono riferite alla sezione trasversale di mezzzeria (sez. C), e ad una sezione longitudinale di simmetria per la colonna (Fig 11).

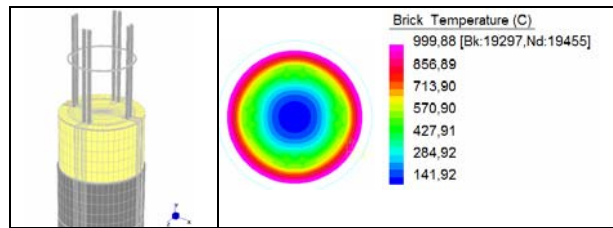


Figura 10: a) Modello 3D-FEM - tridimensionale (elemento finito tipo "brick") per la colonna composta incamiciata; b) Mappatura termica sulla sezione trasversale della colonna, dopo 120 minuti di esposizione all'incendio standard.

Nella figura 12, invece, è illustrata la mappatura delle temperature, sempre dopo 120 minuti di esposizione alla curva "numerica" standard, relative alla sezione trasversale, ottenuta con un modello piano, realizzato con plate (2D-FEM).

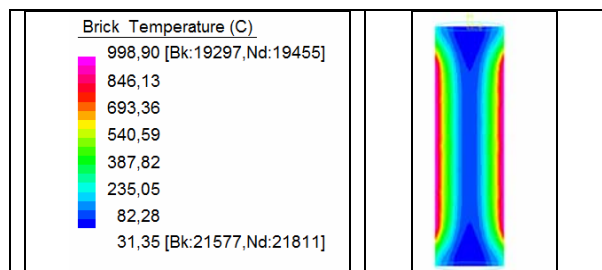


Figura 11: Modello 3D-FEM - Mappatura termica per una sezione longitudinale della colonna dopo 30 minuti di esposizione all'incendio standard.

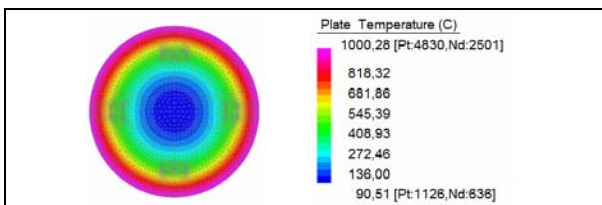


Figura 12: Modello 2D-FEM - Esempio di mappatura termica ottenuta con il modello bidimensionale, dopo 120 minuti di esposizione all'incendio standard.

Dal confronto delle mappature sulla sezione C, ottenute con i due modelli, si evidenzia la buona corrispondenza dei risultati numerici dei due modelli. Tale circostanza è legata alle analoghe condizioni e ipotesi, fatte alla base del calcolo numerico con il 3D-FEM, che di fatto riconduce il problema spaziale ad un problema piano. A tal proposito, si precisa che le ipotesi e condizioni al contorno, utilizzate per entrambi i modelli (3D-FEM e 2D-FEM), sono quelle date da una storia di temperatura imposta alla camicia, corrispondente ad un riscaldamento come curva standard e all'ipotesi di diffusione termica per conduzione, dalla camicia al calcestruzzo interno. La prima ipotesi si può ritenere sufficientemente vera, in quanto, in sede sperimentale, la storia delle temperature della camicia

registrate nella sezione C, è risultata molto prossima alla curva standard (Fig. 4 in [04]). La seconda ipotesi, invece, trova riferimento in quelle assunte in letteratura, come ad esempio nei lavori di Lie (1994) in [40] e di Lie e Irwin (1995) [42], nei quali, anche se con riferimento alla tecnica delle differenze finite, si ipotizza che la trasmissione fra la camicia e il calcestruzzo avvenga per conduzione. Tale ipotesi, non sembra però essere corretta, anche se, come vedremo nel prosieguo, i risultati numerici, soprattutto alle alte temperature, ben interpretano il comportamento sperimentale nella sezione C. Infatti, con tale ipotesi, si trascurano alcuni aspetti legati alle dilatazioni termiche differenziate fra le parti in calcestruzzo e la camicia metallica. Questo comporta un distacco fra la camicia e il calcestruzzo, con aumento della resistenza per conduzione. Tale evenienza, però, oltre a favorire la trasmissione del calore con dei moti "convettivi", legati alla fuoriuscita dell'acqua dal calcestruzzo in forma di vapore in pressione, consente, presumibilmente, una sempre più importate trasmissione per irraggiamento.

Per quanto riguarda il distacco della camicia dal calcestruzzo, anche se in letteratura non si sono ritrovati dei lavori in cui si consideri tale aspetto, appaiono ovvi i risvolti che può avere tale distacco della camicia, sia in termini di comportamento termico, che di comportamento meccanico delle colonne CFST/RCFST.

Peraltro, la circostanza che la camicia presenti un distacco dalla superficie di calcestruzzo, si può comprendere facilmente, data la diversa dilatazione termica che presentano il calcestruzzo e l'acciaio; infatti, la dilatazione termica dell'acciaio prevale nettamente rispetto al calcestruzzo, salvo che per i calcestruzzi silicei, se riscaldati con temperature superiori ai 450 °C (Fig. 5 in [01]).

Per convincersi di tale eventualità, basta osservare le mappature termiche nella sezione C, caratterizzate da una distribuzione delle temperature, in funzione del tempo di esposizione, che si presenta (Fig. 9 in [04]) uniforme sulla camicia metallica, è, invece, fortemente variabile, sul calcestruzzo. In figura 9 in [04], si può notare come, ad esempio, la sezione di calcestruzzo, dopo 30 minuti di esposizione, presenta una distribuzione termica che dalla temperatura di circa 780 °C della camicia, si riduce a circa 200 °C, dopo appena 2 cm di spessore di calcestruzzo, lasciando così la quasi totalità del calcestruzzo della sezione con temperature inferiori ai 100 °C. Tale variabilità della temperatura, lungo i diametri della sezione, produce delle interazioni fra le parti, oltretutto per la diversa temperatura, anche per la variabilità della dilatazione termica con la temperatura, che risulta anche di 15÷20 volte minore alle basse temperature, rispetto ai valori che assume alle alte temperature (Fig. 5 in [01]). Ad ogni modo, nel paragrafo

successivo, viene proposta una prima valutazione numerica del comportamento al fuoco della camicia, utile a chiarire qualitativamente e quantitativamente tale aspetto.

Nel prosieguo, indipendentemente dalle riserve, circa le ipotesi e condizioni al contorno, utilizzate nella valutazione numerica della distribuzione termica, nel prosieguo, si ritiene di interesse proporre un confronto numerico – sperimentale, basato proprio su tali usuali ipotesi di letteratura, che non considerano il distacco della camicia.

In particolare, le analisi numeriche sono state sviluppate, tenendo conto della dipendenza con la temperatura delle proprietà dei materiali, quali il calore specifico del calcestruzzo e dell'acciaio e la conduttività dell'acciaio. Nel confronto, sono stati considerati i risultati di analisi numeriche, con i valori costanti con la temperatura, che le diverse normative (UNI 9502 e 9503 [05, 06] e in EC2 [07-09]), suggeriscono per le stesse proprietà termiche.

Nelle figure 13, 14 e 15, sono riportati i risultati sperimentali e numerici, in merito alle temperature, lungo il diametro della sezione di mezzzeria (sezione C), calcolati con riferimento alle diverse proposte di normative UNI e Eurocodici, per esposizione all'incendio standard di 60, 90 e 120 minuti. Come si può osservare dalle figure 19, 20 e 21, nel caso di analisi, sviluppate con le proprietà termomeccaniche, variabili con la temperatura del calcestruzzo e dell'acciaio, il confronto fra i risultati numerici e quelli sperimentali mostra una buona corrispondenza.

Peraltro, l'assumere i parametri costanti, seppure palesemente non corretto, in quanto concretizza una condizione più severa di riscaldamento per la sezione, potrebbe però risultare accettabile da un punto di vista ingegneristico.

Sempre dalle figure 13, 14 e 15, si può osservare come, nelle fasi iniziali di riscaldamento (tempi di esposizione contenuti), i modelli numerici sovrastimano il riscaldamento della parte corticale del calcestruzzo, in prossimità della camicia. Mentre, per la parte interna, vi è una leggera sottostima. Per tempi di esposizione sempre più elevati, la corrispondenza numerica-sperimentale è via via migliore.

Tale circostanza è presumibile sia legata al distacco della camicia. Questo determina un aumento di resistenza alla trasmissione per conduzione termica, dato dal cuscinetto di aria-vapore, di cui nel modello numerico non tiene conto, e che è alla base della sovrastima delle fasi iniziali. Ma, nello stesso tempo, per le temperature elevate, all'aumento di resistenza, dato dallo strato d'aria da distacco della camicia, si contrappone il contributo per irraggiamento, anch'esso non considerato nel modello numerico.

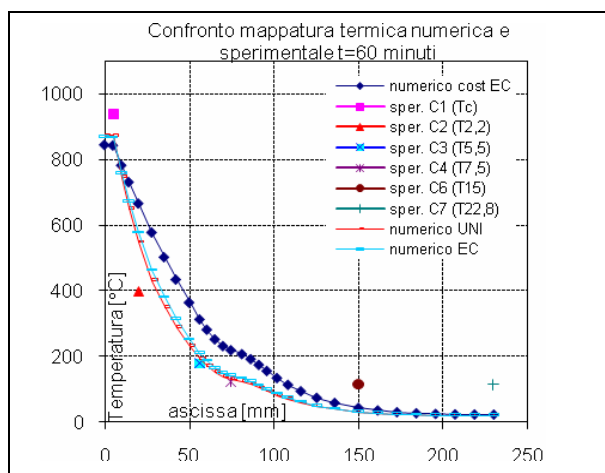


Figura 13: Confronto distribuzioni termiche sperimentale e numerico per esposizione all'incendio standard di 60 minuti

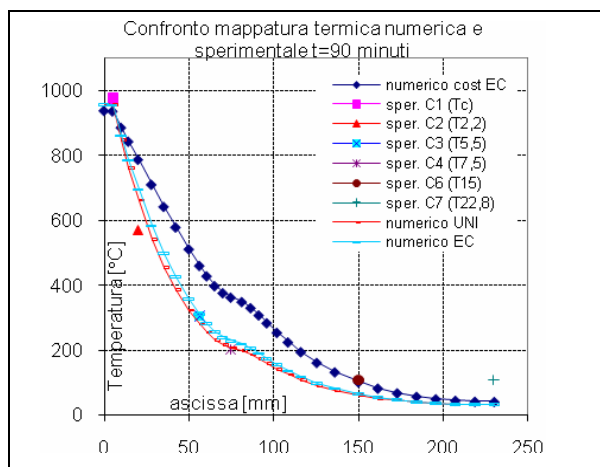


Figura 14: Confronto distribuzioni termiche sperimentale e numerico per esposizione all'incendio standard di 90 minuti

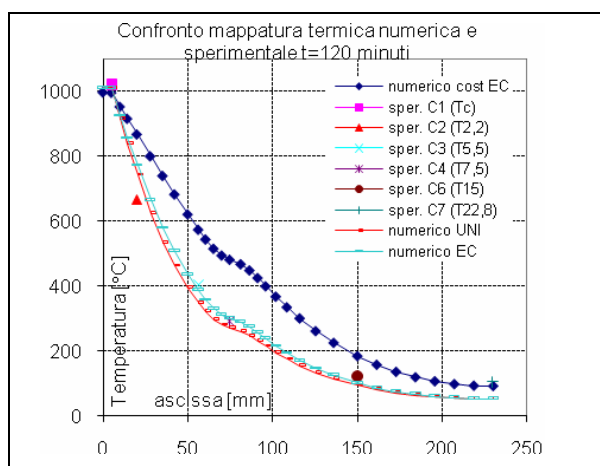


Figura 15: Confronto distribuzioni termiche sperimentale e numerico per esposizione all'incendio standard di 120 minuti

Il problema, sebbene presenti una buona corrispondenza sperimentale - numerica, necessita di un approfondimento, che, però, non è oggetto del

presente lavoro, ma che verrà affrontato in una prossima memoria.

4.1 Valutazione numerica del comportamento termico della colonna: interazione camicia-calcestruzzo

Gli elementi qualitativi descritti nel paragrafo precedente, suggeriscono che la camicia presenti un distacco dal calcestruzzo interno, per effetto dell'esposizione al fuoco, possono essere rafforzati dai primi risultati di un'analisi numeriche di "prima approssimazione", sviluppata in questa sede. Infatti, la complessità del problema numerico per il calcolo dello stato deformativo, associato ad una data distribuzione di temperature ("mappatura") della sezione della colonna esposta al fuoco, richiede uno specifico di approfondimento, che esula dagli scopi del presente lavoro. In ogni caso, rimandando tale approfondimento ad un prossimo lavoro, che impieghi valutazioni in regime non lineare, in questa sede, si ritiene sufficiente operare in regime lineare, per fornire una prima valutazione quantitativa-qualitativa di tale aspetto. Allo scopo, si sono predisposte delle analisi numeriche, ottenute con modello numerico tipo 2D-FEM, con le distribuzioni di temperature, assunte corrispondenti alle distribuzioni registrate nella sezione C, in sede sperimentale, per i diversi tempi di esposizione al fuoco secondo la curva standard.

Dal lato operativo le valutazioni sono state eseguite come segue:

1. si assegna la distribuzione di temperature sulla sezione, corrispondente al tempo t di esposizione;
2. si assegnano agli elementi finiti (plate) con cui si è discretizzata la sezione i corrispondenti valori del modulo elastico e del coefficiente di dilatazione termica, in riferimento alla temperatura media dell'elemento;
3. si valuta lo stato di deformazione con un'analisi numerica.

I risultati delle analisi sono sintetizzate nella figura 16 dove, in relazione al tempo di esposizione sono riportati i valori dello spostamento radiale in funzione della distanza dall'asse della colonna (sezione C).

Come si può osservare nella figura 17, in corrispondenza dell'interfaccia fra camicia e calcestruzzo si ha una discontinuità, con un salto del valore dello spostamento, che raggiunge il valore massimo di 2-3 mm. Per meglio evidenziare tale evenienza, nella figura 17 è riportato l'andamento del distacco in funzione del tempo di esposizione.

Come si può osservare dalla figura 17, l'andamento del distacco con il tempo di esposizione presenta un massimo raggiunto dopo circa

60 minuti di esposizione alla curva d'incendio standard.

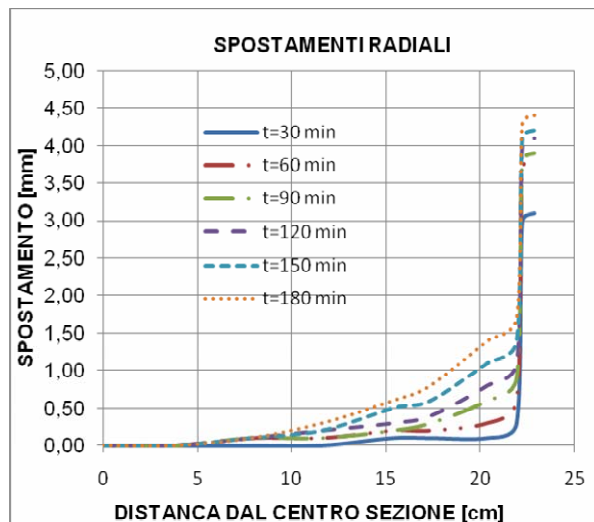


Figura 16: Spostamento radiale numerico per diversi tempi di esposizione all'incendio standard

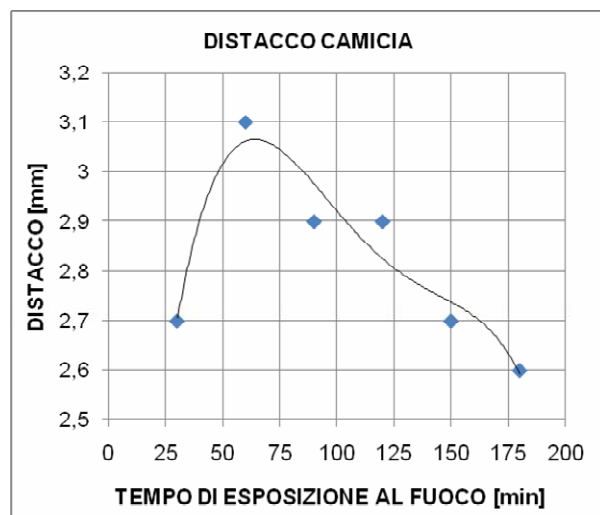


Figura 17: Stima numerica del distacco della camicia per diversi tempi di esposizione

5 CONCLUSIONI

Il lavoro riguarda il confronto teorico-sperimentale con i risultati di una ricerca sperimentale sul comportamento a compressione assiale di colonne in calcestruzzo armato, con camicia metallica e non, sottoposte ad azione termica in scala al vero (diametro 46 cm, altezza 160 cm).

Gli aspetti studiati hanno riguardato sia il comportamento a compressione "a caldo" (hot test), che il comportamento residuo "a freddo" (cold test). In tutte e due i casi, lo studio ha riguardato anche il monitoraggio delle temperature, attrezzando tre sezioni di ciascuna colonna con 9 termocoppie.

Per quanto riguarda il comportamento a compressione assiale "a caldo" delle colonne, lo studio analitico permette di evidenziare che:

- I. nella fase "a caldo" la corretta valutazione della capacità resistente, sia in termini di resistenza che di rigidità, non deve considerare efficace il confinamento della camicia nei riguardi del calcestruzzo interno;
- II. la corretta valutazione analitica del comportamento in compressione assiale della colonna, sia in termini di resistenza che di rigidità, deve considerare la non perfetta aderenza fra le barre e il calcestruzzo;
- III. il modello di calcolo analitico, proposto dagli Eurocodici, interpreta abbastanza bene il comportamento sperimentale.

Per quanto riguarda il comportamento a compressione assiale residuo "a freddo" delle colonne, lo studio analitico permette di evidenziare che:

- I. la valutazione del comportamento a compressione assiale residuo delle colonne non è corretta, se ottenuta con i modelli ($\sigma-\epsilon$), proposti dagli Eurocodici per il calcestruzzo;
- II. la valutazione corretta del comportamento a compressione assiale, sia in termini di resistenza che di rigidità, deve considerare la non perfetta aderenza fra le barre e il calcestruzzo;
- III. la valutazione corretta del comportamento assiale residuo, sia in termini di resistenza che di rigidità, deve considerare la mappatura termica, sia della fase di riscaldamento che nella fase di raffreddamento;
- IV. la valutazione del comportamento assiale delle colonne è ben riprodotto, quando si utilizza modello di Li et al. per il calcestruzzo;
- V. una buona valutazione del comportamento assiale residuo "a freddo" delle colonne può ottenersi anche con un modello più semplice, quale è il modello cubico proposto dagli Eurocodici, salvo assumere per i valori di picco della tensione e delle deformazioni residue "a freddo", ad esempio, quelli proposti nel modello di Chang et al..

Per quanto riguarda gli aspetti termici delle colonne, lo studio permette di evidenziare che:

- I. nella fase di riscaldamento in forno a gas, con incendio standard, la temperatura registrata sulla camicia metallica è risultata poco diversa dalla curva di controllo (temperatura nel forno), che è praticamente coincidente con la curva standard;
- II. il confronto numerico – sperimentale, con parametri termici variabili dei materiali con

- la temperatura, secondo le curve UNI e di EC2, è risultato soddisfacente, solo per tempi di esposizione elevati;
- III. il riscaldamento differenziato del calcestruzzo e dell'acciaio, unito ai valori differenziati del coefficiente di dilatazione termica fra i diversi materiali e fra le zone dello stesso materiale con temperature diverse, determina il distacco della camicia dal calcestruzzo adiacente;
 - IV. le usuali ipotesi basate sulla sola diffusione per conduzione fra la camicia e il calcestruzzo interno, non sembrano corrette, in quanto, in presenza di distacco, entrano in gioco la trasmissione per convenzione e per irraggiamento;
 - V. la valutazione delle temperature con modelli 2D-FEM, confrontato con il modello 3d-FEM, risulta essere adeguato a descrivere la mappatura delle temperature della zona esposta ad incendio.
 - VI. il valore delle temperature raggiunte dai materiali più interni, nella fase di raffreddamento, per effetto dell'onda termica, può risultare notevolmente maggiore di quella registrata al termine della fase di riscaldamento.

6 RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano il prof. ing. Antonio Migliacci, il dott. ing. Paolo Bosi e il dott. ing. Donato Romano, che in qualità, rispettivamente, di Collaudatore Statico, di Responsabile Unico del Procedimento, e di Progettista e Direttore dei Lavori del Nuovo Ospedale di Bergamo, hanno promosso lo svolgimento di questa ricerca (finanziata in primis dall'Azienda Ospedaliera di Bergamo e in secundis dalla Dec SpA, Impresa Costruttrice del Nuovo Ospedale di Bergamo), finalizzandone gli sviluppi. Si ringraziano i professori A. Migliacci, P. Gamberova e R. Felicetti, per le feconde occasioni di discussione sui temi della ricerca sviluppata.

Contatti con l'autore: acito@stru.polimi.it

7 BIBLIOGRAFIA

- [01] Acito M. (1998), "Sulla Modellazione del comportamento in regime assiale di colonne RCFST esposte al fuoco". 17° Congresso CTE, Roma, 5, 6, 7, 8 Novembre 2008.
- [02] Lie, T.T. (1994) "Fire resistance of circular steel columns filled with bar-reinforced concrete". ASCE Journal of Structural Engineering, 120(5): 1489–1509.
- [03] Purkiss JA., "Fire safety engineering, design of structures". Oxford: Butterworth Heinemann; 1996.
- [04] M. Acito, "Studio sperimentale sul comportamento termico e assiale di colonne RCFST esposte al fuoco". 17° Congresso CTE, Roma, 5, 6, 7, 8 Novembre 2008.
- [05] UNI 9502 (1989), Ente Italiano di Unificazione 9502, "Procedimento Analitico per Valutare la Resistenza al Fuoco degli Elementi Costruttivi di Conglomerato Cementizio Armato, Normale e Precompresso". Italy, 1989.
- [06] UNI 9503 (1989), Ente Italiano di Unificazione 9502, "Procedimento Analitico per Valutare la Resistenza al Fuoco degli Elementi Costruttivi di acciaio". Italy, 1989.
- [07] Eurocode 2, "Design of concrete structures — Part 1–2: General rules — structure Fire Design". EN 1992-1-2, European Committee for Standardization, 2004.
- [08] UNI ENV 1994-1-2:2001, "Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione della resistenza all'incendio. European Committee for Standardization, 2001.
- [09] Eurocode 4-1994-1-2:2005: Design of composite steel and concrete structures—Part 1–2: General rules—structure fire design, EN 1994-1-2, Final draft, European Committee for Standardization, 2005.
- [10] Anderberg Y, Thelandersson S. "Stress and deformation characteristics of concrete, 2-experimental investigation and material behaviour model". Bulletin 54. Sweden: University of Lund; 1976.
- [11] Li LY, Purkiss JA. "Stress-strain equations of concrete material at elevated temperatures". Fire Safety J 2005; 40:669–86.
- [12] Baughan AH. "Structural Design for fire safety. Chichester". Wiley; 2001.
- [13] Diederichs U., (1987), "Modelle zur beschreibung der betonverformung bei instationären temperaturen". In Abschlubkolloquium bauwerke unter Brandeinwirkung, technische Universität, Braunschweig, p. 25-34.
- [14] SCHNEIDER U. "Modelling of the behaviour of concrete at high temperature". In. Anchor RD, Malhotra HL, Purkiss JA, editors. Design of structures against fire. New York: Elsevier; 1986. P. 53-69.
- [15] G. A. Khoury, WPSDias, PJES Sullivan, (1986), "Deformation of concrete and cement paste loaded at constant temperatures from 140 to 720 °C". Mater Struct 1986; 19(110): 97-104.

- [16] Terro MJ., "Computer Modelling of the effect of fire on structures". Ph.D Thesis, at Civil Engineering Departement, Imperial College of Science and Tecnology, London Univer-suty, London, UK 1991.
- [17] Terro MJ. "Numerical Modelling of the be-haviour of concrete structures". ACI Struct J. 1998; 95 (2): 183-93.
- [18] S. Popovics, A "Numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete". Cem. Concr. Res. 3 (5) (1973) 583-599.
- [19] Lie TT. "Fire resistance of circular steel col-umns filled with bar-reinforced concrete". J Struct Eng 1994;120:1489-509.
- [20] U. Schneider, "Properties of materials at high temperatures- concrete". Department of civil engineering, University of Kassel. Kassel Germany, rilem committee 44-PTH, 1985.
- [21] F. Furumura, "Stress-strain relationship in compression of concrete at high tempera-tures, trans". Arch. Inst. Tokyo. N. 174, 1970.
- [22] J.M. Franssen, "Plastic analysis of concrete structures subjected to fire". Pro. workshop fire design of concrete structures: what now? What next?, Milan italy 2004-
- [23] Y. Anderberg, "The effect of the constitutive models on the prediction of concrete Me-chanical behaviour and on the design of concrete structures exposed to fire". Pro. workshop fire design of concrete structures: what now? What next?, Milan italy 2004.
- [24] Y.F. Chang, Y.H. Chen, M.S. Sheu, G.C. Yao, "Residual stress-strain relationship for concrete after exposure to high tempera-tures". Cement and Concrete Research 36 (2006) 1999-2005.
- [25] Y.N. Chan, G. F. Peng, M. Andson, Resid-ual Strength and pore structure of High Strength concrete and normal strength after exposure to high temperatures, Cement and Concrete Composites, (1999) 21, 23-7.
- [26] I, Hager, P. Pimieta, Mechanical Properties of HPC at High Temperature, Pro. workshop fire design of concrete structures: what now? What next?, Milan italy 2004.
- [27] Jing Yin, Xiao-xiong Zha, Long-yuan Li. "Fire resistance of axially loaded concrete filled steel tube columns". Journal of Con-structional Steel Research 62 (2006) 723-729.
- [28] H.L. Molhotra, "The effect of temperature on the compressive strength of concrete". Mag. Concr. Res. 8 (22) (1956) 85-94.
- [29] M.S. Abrams, "Compressive strength of concrete at temperature to 1600F, tempera-ture and concrete". ACI SP-25, American Concrete Institute, Detroit, 1971, pp. 33-58.
- [30] T. Harada, J. Takeda, S. Yamane, F. Furu-mura, "Strength, elasticity and thermal properties of concrete subject to elevated temperature, concrete for nuclear reactors". ACI SP-34, American Concrete Institute, Detroit, 1972, pp. 377-406.
- [31] J. Papayianni, T. Valiasis, "Residual me-chanical properties of heated concrete in-corporating different pozzolanic materials". Mater. Struct. 24 (1991) 115-121.
- [32] A.Y. Nassif, E. Burley, S. Rigden, "A new quantitative method of assessing fire dam-age to concrete structures". Mag. Concr. Res. 13 (172) (1995)
- [33] Felicetti R and Meda A. (2005): "Residual Behaviour of Reinforcing Steel Bars after Fire", fib Symposium "Keep Concrete Attractive", Vol.2, ed. by György L. Balázs and Adorján Borosnyói, publ. by Budapest Univ. of Technology and Economics, Budapest, May 23-25, 1148-1155.
- [34] W.T. Tsai, "Uniaxial compressional stress-strain relation of concrete". J. Struct. Eng. 114 (9) (1988) 2133-2136.
- [35] J.W. Dougill, "Some effects of thermal vol-ume changes on the properties and behav-iior of concrete". The Structure of Concrete, Cement and Concrete Association, London, 1968, pp. 499-513.
- [36] Bamonte P., Gambarova P.G. and Meda A. (2008): "Today's Concretes Exposed to Fire - Test Results and Sectional Analysis", fib - Structural Concrete, pub. by Thomas Tel-ford, 19-29.
- [37] Meda A., Gambarova P.G. and Bonomi M. (2002), "High-Performance Concrete in Fire-Exposed Reinforced-Concrete Sections". ACI-Structural Journal, V.99, No.3, 277-287.
- [38] G. A. Plizzari, E. Marchina (1996): "In tema di collasso dell'aderenza di barre ancorate nel calcestruzzo in presenza di armature trasversali". Studi e Ricerche, V.17, Scuola di Specializzazione F.Ili Pesenti - Politecnico di Milano, 319-345.
- [39] R. H. Haddad, R.J. Al-Saleh, N.M. Al-Akhras: Effect of elevated Temperature on bond between steel reinforcement and fiber reinforced concrete. Fire Safety J 2008; 43:334-343.
- [40] Lie, T. T., ed. (1992), "Structural fire protec-tion". Manuals and Reports on Engineering Practice No. 78, ASCE, New York, N.Y.
- [41] Lie TT. Fire resistance of circular steel col-umns filled with bar-reinforced concrete. J Struct Eng 1994;120:1489-509.
- [42] T.T. Lie, R.J. Irwinn (1994), "Fire resistance of rectangular steel columns filled with bar-reinforced concrete". ASCE Journal of Structural Engineering, 120(5): 1489-1509.